DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN EN SUELOS GRANULARES

Roberto E. Terzariol [1], Gonzalo M. Aiassa [2] y Pedro A. Arrúa[3]

Resumen: Se evalúan los empujes activos dinámicos de suelos sobre estructuras de contención del tipo de gravedad, analizando la naturaleza del problema, evaluando los diferentes tipos de falla, y el comportamiento de estas estructuras bajo las hipótesis de desplazamientos despreciables y de desplazamientos predeterminados. Se examina la influencia y la relación entre los parámetros que intervienen en la formulación de Mononobe y Okabe. Se presentan expresiones simplificadas de cálculo de empuje dinámico activo y se propone una nueva formulación simplificada aplicable para los niveles de acción sísmica probable en Argentina. Finalmente, se presenta un ejemplo numérico de aplicación, formulando sugerencias aplicables al diseño sismorresistente de estribos y muros de gravedad.

Palabras Claves: diseño sísmico de estribos y muros, estructuras de contención, suelos granulares.

SEISMIC DESIGN OF RETAINING STRUCTURES IN GRANULAR SOILS

Abstract: The evaluation of active dynamic earth pressure against retaining structures is discussed. This is done by the nature of the problem, the different failure types and the behavior of these structures under the hypotheses of negligible and predetermined displacements. The influence and relationship among the parameters in the Mononobe-Okabe formulation is examined. Simplified expressions are developed for the determination of dynamic active earth pressure and a new simplified aproach is proposed, applicable for seismic regions in Argentina. An example is presented, and practical suggestions are formulated for the seismic design of retaining walls.

Keywords: granular soils, seismic design of abutments and retaining walls, retaining structures.

INTRODUCCIÓN

El número considerable de daños parciales y totales sufridos por estribos de puentes y muros de contención durante terremotos pone de manifiesto la necesidad de diseñar estas obras aplicando procedimientos y criterios que permitan establecer un adecuado nivel de seguridad. Para reducir los costos puede ser conveniente diseñar los estribos aceptando niveles de desplazamiento controlados, sin que esto ponga en peligro la estabilidad de la estructura.

Los daños y fallas se asocian con asentamientos de terraplenes, rellenos, desplazamientos, rotaciones o vuelcos de las estructuras, empujes y choques debidos a fuerzas inerciales de la superestructura contra los estribos, pérdida de apoyo de la superestructura, rotura de las losas de aproximación y capas de rodamiento, licuación del suelo de relleno y/o de fundación, etc.

Los empujes dinámicos de suelos sobre estructuras de contención generalmente se determinan mediante un análisis pseudo-estático (Mononobe, 1929; Okabe, 1926). Este procedimiento considera desplazamientos prácticamente nulos en

[1] Ing. Civil. Profesor Titular del Área de Geotecnia en la Universidad Nacional de Córdoba y la Universidad Tecnológica Nacional - Facultad Regional Córdoba. rterzari@tutopia.com.
[2] Ing. Civil,Universidad Tecnológica Nacional - Facultad Regional Córdoba - Área Geotecnia. Doctorando en Ciencias de la Ingeniería, Universidad Nacional de Córdoba. gaiassa@scdt.frc.utn.edu.ar.
[3] Ing. Civil,Universidad Tecnológica Nacional - Facultad Regional Córdoba - Área Geotecnia. Doctorando en Ciencias de la Ingeniería, Universidad Nacional de Córdoba. parrua@cbasicas.frc.utn.edu.ar

el muro, haciendo necesaria una revisión de sus variables. Este análisis permitirá la adopción de formulaciones simples, que generalicen aún más su empleo en el diseño de estructuras usuales, para el potencial sísmico de Argentina. Mediante la presentación de casos históricos de daños producidos por acciones dinámicas, se examinan los antecedentes disponibles para la predicción de los desplazamientos (Terzariol et al., 1987a).

Existen procedimientos que permiten estimar el desplazamiento de estribos o muros de contención durante un terremoto (Seed, 1970; Richards, 1979; Elms, 1979; Nadim, 1983). Estos procedimientos permiten establecer un coeficiente sísmico de diseño Kh que se introduce en el análisis de Mononobe-Okabe, que considere un desplazamiento horizontal aceptable (Musante, 1984; Nadim, 1983; Terzariol, 1987).

Puede admitirse que el sistema se comporta plásticamente una vez alcanzado un cierto nivel de la aceleración del suelo sobre el que se apoya la estructura, deslizando sin que crezca su resistencia. El tratamiento se limita al comportamiento de estructuras localizadas por encima del nivel freático y que sostienen suelos no cohesivos.

De este análisis quedan excluidos los casos en que existen elementos que impidan estos desplazamientos (tensores de anclaje, pilotes inclinados, etc). La aplicación de los procedimientos para fundaciones mediante pilotes verticales queda condicionada a que los desplazamientos admitidos para el estribo o muro resulten compatibles con la capacidad de deformación de los pilotes (Yang y Jeremil, 2002; Burdette et al. 2001; Ashour y Norris, 2003).

En base a ello es posible formular criterios para el proyecto, a través de un procedimiento simplificado de diseño basado en ábacos que contemplan los parámetros tradicionales con la posibilidad de considerar desplazamientos preestablecidos (Terzariol et al., 1987b).

REVISIÓN DE DAÑOS OCURRIDOS EN ESTRIBOS DE PUENTES

La falla en estribos depende de las características de estabilidad del suelo. Si bien los daños registrados en suelos dinámicamente estables son similares a los observados en el caso de suelos dinámicamente inestables, debe tenerse en cuenta que las causas originarias de los problemas son diferentes y así lo será su análisis y solución (Tabla 1).

Tabla 1: Causas más frecuentes de fallas por problemas geotécnicos.

Suelos Dinámicamente Inestables		Suelos Dinámicamente Estables
Licuación Generalizada	**Licuación Localizada**	
Vuelco por falla rotacional afectando el suelo de relleno y la fundación. Asentamientos de terraplenes constituidos por arenas sueltas saturadas.	Vuelco por rotación de la fundación. Desplazamiento de estribos hacia el centro del puente por deslizamiento del suelo de fundación sobre lentes de material licuable	Vuelco hacia el centro del puente del estribo y/o muro de ala, incluso con arrancamiento de partes de estas obras. Choques entre estribos y superestructura. Desplazamientos del muro. Asentamiento del relleno. Rotación de estribos y/o tablero del puente. Pérdida de sustentación de la superestructura.

Se listan a continuación (Tabla 2) algunos de los principales daños observados en estribos de puentes y muros de sostenimiento sometidos a sismos de magnitud importante.

Tabla 2: Daños observados en muros sometidos a sismos.

Sismo	Año	Magnitud	Daños	Referencia
Kitaizu, Japón	1930	7.1	Falla localizada en muros de gravedad.	Amano et al. (1956)
Shizuoka, Japón	1935	8.0	Colapso en muros de contención.	Amano et al. (1956)

Sismo	Año	Magnitud	Daños	Referencia
Tonankai, Japón	1944	8.2	Desplazamientos en muros de contención.	Amano et al. (1956)
Nakai, Japón	1946	8.1	Falla en muros de contención, movimientos en muros de gravedad.	Amano et al. (1956)
Tokachioki, Japón	1952	7.8	Movimientos en muros de gravedad.	Amano et al. (1956)
Chile	1960	8.4	Volcamiento en muros de gravedad. Desplazamientos en muros de contención anclados.	Duke y Leeds (1963)
Niigata, Japón	1964	7.5	Desplazamiento en muros de contención anclados. Rotación en muros de gravedad.	Hayashi et al. (1966)
Inangahua. Nueva Zelandia	1968	7.1	Desplazamiento de estribos hacia el centro del puente. Asentamientos del 10% al 15% de la altura del estribo.	Nicol y Nathan (2001)
San Fernando. USA	1971	6.7	Desplazamientos transversales relativos entre el tablero y el estribo de ~30 cm. Asentamientos del relleno. Daños en fundaciones mediante pilotes. Roturas de pavimento asfáltico. Fisuras por flexión en estribos, por desplazamientos de tableros.	Fuis et al. (2003) Terzariol et al. (1987b)
Friuli. Italia	1976	6.4	Deformación del tablero. Giro de la superestructura apartando el tablero de los estribos. Daños en los muros de ala, falla del estribo. Asentamiento del relleno.	Pondrelli et al. (2001) Terzariol et al. (1987b)
Tangshan. China	1976	7.6	Vuelco por falla rotacional afectando el suelo de relleno y la fundación. Asentamientos de terraplenes constituidos por arenas sueltas saturadas. Colapso de tramos de tableros por inclinación de pilas debido a deslizamiento de estribos. Desplazamiento hacia el centro del puente. Pandeo de rieles ferroviarios por movimiento desfasado de estribos.	Gao et al. (1983)
Campania Basilicata. Italia	1980	6.8	Asentamientos de rellenos. Pandeo de barandas. Aumento de fisuras existentes.	Terzariol et al. (1987b)
Coalinga. USA	1983	6.5	Asentamientos entre 15cm a 20cm en terraplenes de acceso. Rotura de pavimento. Rotación de estribo. Grietas en losa de aproximación. Desplazamiento de muros de contención y agrietamiento en terraplenes de acceso	Terzariol et al. (1987b)
Chile	1985	7.4	Daños en estribos. Asentamientos en terraplenes de acceso.	Terzariol et al. (1987b)
Loma Prieta. USA	1989	7.1	Daños en puentes y vías de comunica-ciones. Daños en construcciones de mampostería y muros	Green, R. y Ebeling, R. (2003)

Sismo	Año	Magnitud	Daños	Referencia
Northridge. USA	1994	6.7	Desplazamientos entre el tablero y el estribo. Asentamientos en terraplenes de transición.	Fuis et al. (2003)
Kobe. Japón	1995	7.2	Desplazamiento de estribos hacia el centro del puente. Fisuras en losa de aproximación. Grandes asentamientos en terraplenes de acceso. Rotación de estribo. Desplazamiento de muros de contención.	Nishimura (2003)
Gujarat. India	2001	7.5	Agrietamiento en terraplenes de acceso a puentes. Rotación y desplazamiento de estribos en diferentes puentes. Severos daños en vías de comunicación.	Eidinger (2001)

MÉTODOS DE DISEÑO

Se han desarrollado diferentes hipótesis de diseño y dentro de las mismas aparecen diversos métodos. Algunas de las metodologías existentes se indican en la Tabla 3.

La diferencia entre las hipótesis radica fundamentalmente en permitir desplazamientos del muro durante el evento sísmico. A su vez dentro de cada hipótesis se han desarrollados metodologías simplificadas para calcular los empujes bajo acciones sísmicas.

Tabla 3: Métodos de diseño.

Hipótesis	Métodos	
Desplazamientos restringidos	Okabe (1926) y Mononobe (1929) Kapila (1962) Arango (1969) Matsuo y O´Hara (1960)	
	Métodos simplificados	Seed y Whitman (1970) Terzariol et al. (1987b)
Desplazamientos controlados	Richards y Elms (1979) Zarrabi (1979) Wong (1982) Terzariol et al. (1987a)	

TEORÍAS BASADAS EN MUROS CON DESPLAZAMIENTOS RESTRINGIDOS: FORMULACIÓN DE MONONOBE Y OKABE

La evaluación del empuje activo dinámico de suelo requiere de un análisis complejo que considera la interacción suelo-estructura. Para ello, algunos autores han adoptado hipótesis simplificativas, considerando el relleno como material granular no saturado, fundación indeformable, admitiendo que la cuña de suelo es un cuerpo rígido y que los desplazamientos laterales son despreciables.

Con estas limitaciones Okabe (1926) y luego Mononobe (1929), formularon una teoría sobre el comportamiento de una cuña que se desliza sobre un plano de falla actuando sobre un muro de contención (Coulomb, 1776). La formulación consiste en introducir fuerzas de inercia generadas en la cuña deslizante con una serie de hipótesis (Tabla 4) a través de coeficientes sísmico horizontal y vertical, representativo del terremoto, que multiplicados por el peso de la cuña dan como resultado dos acciones adicionales a las consideradas por la teoría estática de Coulomb.

Este método pseudo-estático consiste en determinar el empuje activo dinámico (K_{ad}), planteando el problema como se muestra en la Figura 1.

Tabla 4: Hipótesis simplificativas de Mononobe y Okabe.

Característica	Hipótesis
Desplazamiento del estribo	1/1000 a 5/1000 de la altura en la parte superior
Tipo de suelo	Granular, no saturado
Cuña de suelo	Comportamiento rígido-plástico. Sólido rígido. Aceleraciones inducidas uniformes.
Superficie de falla	La superficie de falla del suelo de relleno es plana y pasa por el pie del muro.
Efectos de borde	El muro es lo suficientemente largo para considerar despreciables los efectos de borde.
Aceleración	Uniforme en toda la cuña deslizante.

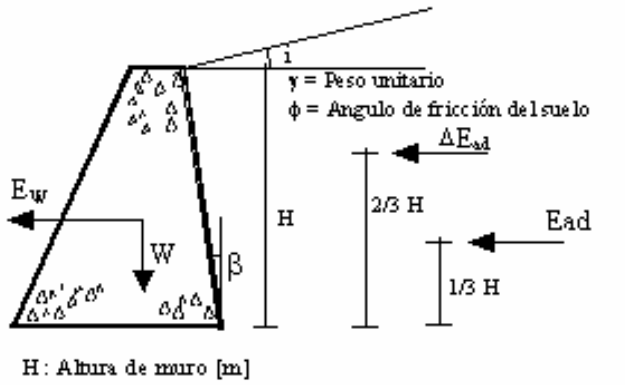

Figura 1: Análisis de Mononobe y Okabe.

El empuje activo dinámico (E_{ad}) responde a la expresión;

$$E_{ad} = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 (1 - K_v) K_{ad} \tag{1}$$

donde γ es el peso unitario del suelo de relleno, H la altura de muro de contención, K_v el coeficiente sísmico vertical y K_{ad} el coeficiente de empuje activo dinámico.

A los efectos de verificar al vuelco y deslizamiento debe adicionarse el efecto inercial. Richard y Elms (1979) establecieron un coeficiente Ci, que permite determinar el peso del muro necesario para evitar el vuelco y deslizamiento, considerando el empuje activo y la masa del muro.

Los coeficientes de empuje activo y pasivo dinámico se obtienen mediante expresiones que contemplan características geométricas y el parámetro geotécnico del suelo considerado.

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi + \delta) \cdot \operatorname{sen}(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}}\right]^2} \tag{2}$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna, δ es el ángulo de fricción entre muro y suelo, i es el ángulo de inclinación del relleno, β es el ángulo de inclinación del paramento interior del estribo y θ se obtiene como:

$$\theta = arctg\left(\frac{Kh}{1-K_v}\right) \tag{3}$$

El procedimiento para el diseño y verificación de estribos mediante la formulación de Mononobe-Okabe puede resumirse de la siguiente manera:

1. Determinar el empuje activo en condiciones estáticas. $E_a = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 K_a$
2. Calcular el empuje activo dinámico $E_{ad} = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 (1-K_v) K_{ad}$
3. Obtener el incremento dinámico de empuje ΔE_{ad} $\Delta E_{ad} = E_{ad} - E_a$

   E_a actúa a 1/3 de H medido desde la base.

   ΔE_{ad} actúa a 0,6 de H medido desde la base.
4. Determinar el peso del muro para resistir el vuelco y deslizamiento. $W = Ci \cdot E_{ad}$

Los resultados de este método pueden considerarse conservadores si se tiene en cuenta que estructuras de contención que no verifican según este método, no han volcado durante sismos severos. Ello se debe a que se produjeron desplazamientos en los muros sin que los mismos salieran de servicio.

Se verá a continuación el análisis de la incidencia de los parámetros en la formulación de Mononobe y Okabe. La magnitud del empuje es función directa del coeficiente K_{ad}, el que a su vez depende de una serie de factores incluidos en la formulación de Mononobe y Okabe. Estos factores son, i: pendiente del relleno, ϕ: ángulo de fricción interna, Kh: coeficiente sísmico horizontal, β: inclinación del muro de contención, δ: ángulo de rozamiento muro-suelo.

Seed (1970) y Terzariol et al. (1987b) estudiaron la influencia de alguno de estos parámetros, como la pendiente de relleno, el ángulo de rozamiento suelo-muro y el ángulo de fricción interna del suelo con el coeficiente sísmico. De esos estudios puede concluirse que el ángulo δ no tiene prácticamente influencia, mientras que el ángulo de fricción interna ϕ es la variable más significativa. La pendiente del relleno *i* debe estar limitada para que la fórmula no sea indeterminada.

En la Figura 2 se ha graficado la variación del coeficiente de empuje K_{ad} en función del ángulo de fricción, el componente sísmico y la inclinación del muro β.

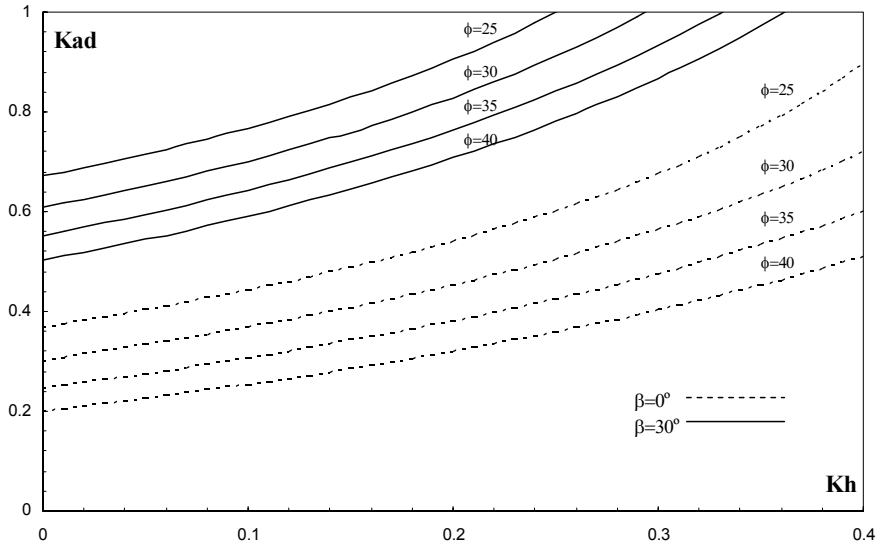

Figura 2: Variación de K_{ad} en función de Kh para, i = 0, Kv=0.

Como se aprecia, la incidencia de estos parámetros es significativa en especial a medida que aumenta el coeficiente sísmico horizontal Kh. Terzariol et al. (1987) demostraron que no existen variaciones significativas si en lugar de considerar dos empujes (E_{ad} y ΔE_{ad}), se considera el empuje total actuando a 0.5 H.

MÉTODO SIMPLIFICADO

La formulación de Mononobe y Okabe, pese a que su planteo parece muy general, al considerar tantas variables en juego, tiene limitaciones. Las variables no son independientes entre si y las mismas se encuentran acotadas por ciertos límites. Por otra parte estas variables en la práctica toman valores bastante definidos.

A estas consideraciones debe sumarse el hecho de que muchos de estos parámetros provienen de factores geotécnicos con sus correspondientes imprecisiones, y otros son características del terremoto, con su aleatoriedad o incertidumbre. Por esto es que se justifica el empleo de expresiones simplificadas para determinar los empujes activos dinámicos, que puestas al alcance del ingeniero proyectista, permitan su uso en forma rápida y sencilla.

En base a estas calibraciones numéricas se han derivado dos fórmulas simples para obtener el incremento del coeficiente del empuje activo por efectos sísmicos Kad. Estas ecuaciones se plantean en función de Kh y para Kv = i = β=0, y en grados sexagecimales.

$$\text{Si } 0 < Kh < 0.2 \; ; \; \Delta K_{ad} = \left(1.155 - \varphi/75\right)Kh \tag{4}$$

$$\text{Si } 0.2 < Kh < 0.35 \; ; \; \Delta K_{ad} = \left(\varphi/560\right) - 0.08 + \left[\left(1.6 - \varphi/45\right)Kh\right] \tag{5}$$

Estas fórmulas se han desarrollado entre estos límites considerando que para las zonas sísmicas previstas para Argentina por el reglamento INPRES-CIRSOC 103, aún para desplazamientos muy pequeños, el máximo valor probable es 0.35.

Con el empleo de las mismas se puede enunciar un procedimiento, que se sintetiza a continuación:

1. Calcular el coeficiente de empuje activo estático Ka, por la teoría de Coulomb, mediante métodos analíticos, gráficos, etc.
2. Seleccionar ponderadamente el coeficiente Kh más adecuado de acuerdo al problema en cuestión.
3. Determinar el incremento del coeficiente del empuje activo ΔK_{ad} mediante las fórmula simplificada correspondiente.
4. Obtener el coeficiente de empuje activo dinámico y el empuje activo dinámico total de la siguiente forma;

$$K_{ad} = K_a + \Delta K_{ad} \tag{6}$$

$$E_{ad} = \frac{1}{2} K_{ad} \gamma H^2 \left(1 - K_v\right) \tag{7}$$

Aplicar este esfuerzo a una altura 0.5 de H para realizar las verificaciones estáticas correspondientes.

TEORÍAS BASADAS EN MUROS CON DESPLAZAMIENTOS CONTROLADOS

Existen estructuras, como ser estribos de puentes o muros, que no poseen restricciones significativas al desplazamiento o giro. En estos casos estos desplazamientos, siempre que no interfieran con otras estructuras o instalaciones, resultan en empujes dinámicos menores que los obtenidos para desplazamientos restringidos.

El desplazamiento total que sufre una estructura de gravedad no restringida a causa de acciones sísmicas, se produce en forma incremental. Esto es, por acumulación de pequeños desplazamientos producidos por etapas (Terzariol, 1987b).

Considerando un muro de sostenimiento sometido a un movimiento sísmico, cuando la aceleración del suelo está dirigida hacia el relleno, las fuerzas de inercia actúan hacia fuera tendiendo a desplazar al muro en este último sentido. Para un cierto valor de la aceleración, se produce el estado límite de las fuerzas friccionales en la base de la estructura y el muro se desplaza hacia afuera con relación a la base, y la situación es de empuje activo. Por el contrario, si la aceleración del suelo está dirigida hacia fuera, las fuerzas de inercia iniciales están dirigidas hacia adentro, y la situación

es de empuje pasivo requiriendo fuerzas muy elevadas para producir la falla del suelo. Terzariol et al. (1987) plantean el modelo como una situación de resistencia no simétrica, ya que bajo excitaciones sísmicas sólo resultan posibles desplazamientos en la dirección hacia afuera del relleno.

La descripción anterior representa una modelación simplificada del fenómeno; sin embargo, la observación de ensayos y situaciones reales tienden a confirmar el comportamiento de falla incremental. Ante el modelo de comportamiento indicado, es posible aplicar el procedimiento desarrollado por Newmark (1965) para el cálculo de desplazamientos de presas. Este procedimiento considera un bloque rígido que permanece sobre una superficie rugosa, plana y horizontal, sujeta a una solicitación sísmica. Se admite que cuando se supera la resistencia friccional, el bloque puede moverse solamente en una dirección con una aceleración constante (comportamiento rígido-plástico).

Richards y Elms (1979), a partir del criterio de Newmark (1965) para bloques deslizantes, desarrollaron un procedimiento para la estimación de desplazamientos y el diseño de muros y estribos de gravedad, considerando que constituyen un sistema dúctil (rígido-plástico) y que puede aceptar desplazamientos permanentes de algunos centímetros.

Resulta interesante destacar que el valor del desplazamiento permanente total depende de los parámetros característicos del movimiento del suelo y del coeficiente sísmico horizontal Kh que se adopte para la estructura. Es decir que las características del muro o estribo están implícitamente contenidas en el valor de Kh, que por otra parte, está representando la resistencia al deslizamiento. A partir de la posibilidad de predecir el desplazamiento se pueden desarrollar procedimientos de diseño basados en la adopción de un desplazamiento aceptable para el movimiento del muro.

MÉTODO DE RICHARD Y ELMS

El procedimiento desarrollado por Richards y Elms (1979) puede sintetizarse en los siguientes pasos;

1. Adoptar un valor aceptable del máximo desplazamiento d_R. Este valor deberá resultar compatible con la perfomance requerida a la estructura en función de los niveles de aceptación que se adopten. Si hubieren conexiones entre el estribo y la superestructura del puente, las mismas deberán ser detalladas para permitir este desplazamiento con adecuado margen.
2. Seleccionar valores apropiados de la aceleración máxima Ag y de la velocidad máxima V que caracterizan la excitación sísmica.
3. Determinar el coeficiente sísmico horizontal límite Kh que representa la resistencia al deslizamiento con que debe diseñarse el muro.

$$\frac{Kh}{A} = \left(\frac{0.087V^2}{d_R Ag} \right)^{0.25} \tag{8}$$

4. Utilizar el valor de Kh así determinado para evaluar los empujes activos del suelo y de las fuerzas de inercia derivadas del peso de la estructura. Para la determinación del empuje activo del suelo se recomienda el empleo de la fórmula de Mononobe (1929) y Okabe (1926).
5. Establecer el peso del muro requerido para equilibrar las fuerzas operantes considerando las fuerzas inerciales que se generan sobre el muro mismo. Se recomienda utilizar un factor de seguridad de 1.5 sobre el peso de la estructura así calculado, para cubrir incertidumbres del procedimiento. Así mismo se sugiere que el muro o estribo sea diseñado para que la falla se produzca antes por deslizamiento que por vuelco.

MÉTODO SIMPLIFICADO

A partir del análisis detallado de los estudios, de las consideraciones mencionadas y mediante la realización de calibraciones numéricas, Terzariol et al. (1987a) desarrollaron criterios de cálculo simplificados para la evaluación de desplazamientos y propusieron fórmulas para el diseño aplicables a las condiciones de acciones sísmicas establecidas en el reglamento INPRES-CIRSOC 103. La ecuación propuesta para determinar la aceleración límite es;

$$\frac{Kh}{A} = \frac{1}{9.4} \ln\left[A\left(\frac{V}{A}\right)^2 \right] - 0.246 - \frac{d_R}{47} \tag{9}$$

Adoptando los valores correspondientes para las aceleraciones máximas del suelo por el reglamento INPRES-CIRSOC 103 en función de la zona sísmica y considerando $\frac{V}{A} = 100$ se obtuvieron las formulaciones simplificadas que se presentan en la Tabla 5.

Tabla 5: Ecuaciones obtenidas para los valores de Kh.

Zona sísmica	Kh	Ecuación
4	0.35	$Kh/A = 0.622 - d_R/47$
3	0.25	$Kh/A = 0.586 - d_R/47$
2	0.18	$Kh/A = 0.551 - d_R/47$
1	0.10	$Kh/A = 0.489 - d_R/47$

FORMULACIÓN PROPUESTA

La fórmula de Mononobe y Okabe, pese a que su planteo parece muy general, al considerar tantas variables en juego, presenta una serie de limitaciones. Las variables no son independientes entre sí, tienen diferentes influencia y se encuentran acotadas por ciertos límites. A estas consideraciones debe sumarse el hecho de que muchos de estos parámetros provienen de ensayos geotécnicos con sus correspondientes incertidumbres, y otros son características del terremoto, con su aleatoriedad. Todo esto justifica el empleo de expresiones simplificadas para determinar los empujes activos dinámicos, que puestas al alcance del ingeniero proyectista, permitan su uso en forma rápida y sencilla.

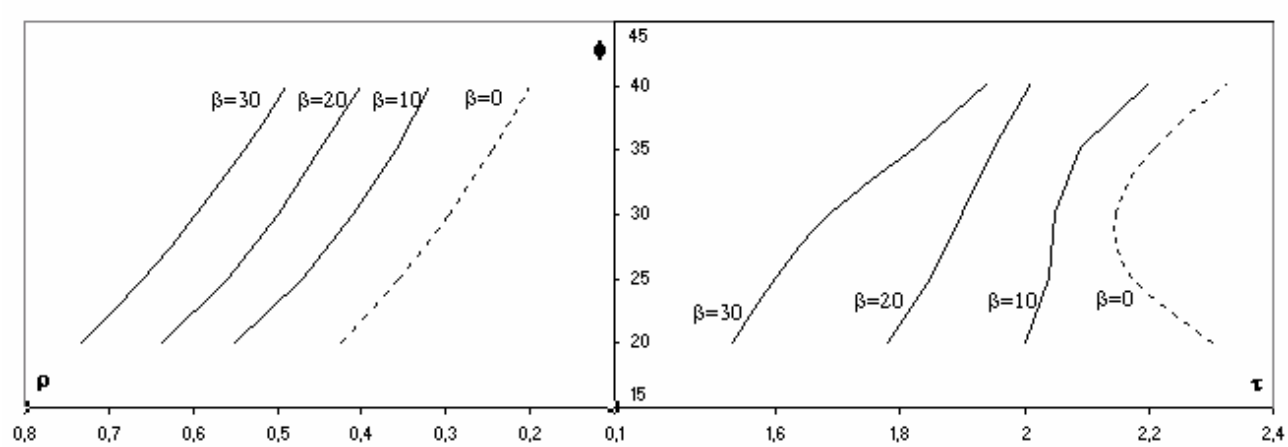

Figura 3: Parámetros de calibración para la formulación propuesta.

Se propone una expresión simplificada junto con nomogramas para la evaluación del empuje activo sobre muros de contención. La formulación presentada se obtiene a partir de aproximaciones exponenciales para las curvas resultantes del modelo de Mononobe y Okabe. En forma general la misma puede expresarse con la siguiente expresión;

$$K_{ad} = \rho \cdot e^{\tau \cdot Kh} \tag{10}$$

donde ρ y τ son funciones de ϕ y de β son parámetros de calibración. La Figura 3 muestra la relación entre parámetros de calibración para el modelo propuesto en función del angulo de fricción ϕ.

La Figura 4 muestra el ajuste del modelo propuesto para diferentes condiciones de las variables.

A esta formulación debe adicionarse una simplificación en la metodología de verificación al vuelco y desplazamiento, considerando que la resultante del empuje dinámico E_{ad}, actúa a 1/2 H. Estas formulaciones pueden combinarse con los desplazamientos controlados dando lugar a una metodología de diseño que puede resumirse de la siguiente manera:

1. Con el ángulo de fricción del suelo ingresar a la Figura 3, y obtener los valores de ρ y τ
2. Con los resultados del punto anterior y la ecuación (10) calcular K_{ad}
3. Obtener el empuje activo dinámico total con la ecuación (7)

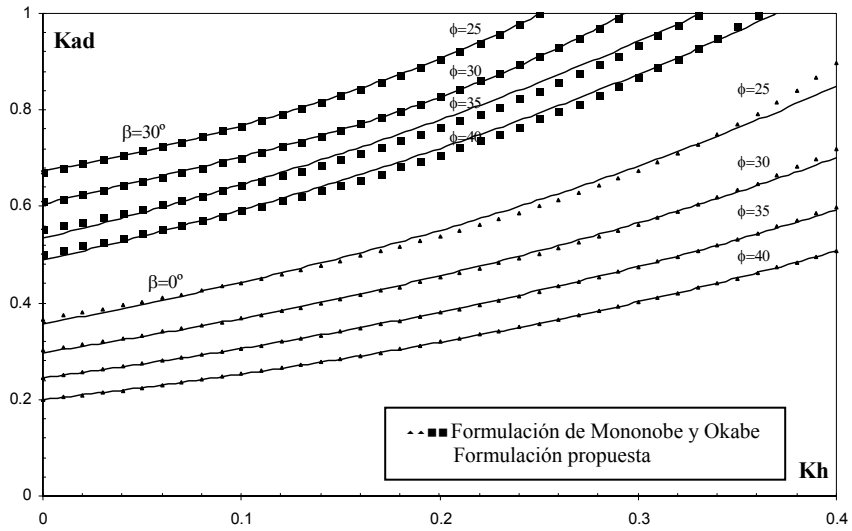

Figura 4: Ajuste de la formulación propuesta respecto de Mononobe y Okabe.

NOMOGRAMAS DE CÁLCULO

El resultado de la formulación propuesta se presentan en nomogramas. La Figura 5 muestra la forma general de un nomograma típico, y un esquema para su uso. La utilización de los nomogramas presentados permite evaluar el empuje de manera práctica, sin la necesidad de emplear fórmulas complejas.

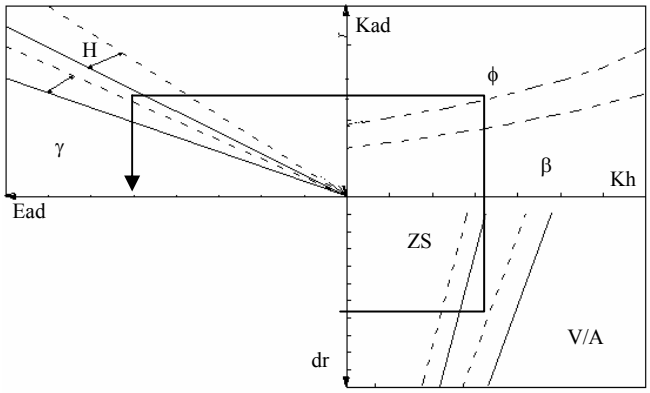

Figura 5: Esquema representativo de los nomogramas.

En las Figuras 7 y 8 se presentan los nomogramas propuestos para la evaluación de empuje activo, bajo una combinación de las diferentes variables que intervienen en el problema. Los mismos están diseñados para las aceleraciones de las diferentes zonas sísmicas de Argentina, según lo establecido por el reglamento argentino INPRES-CIRSOC 103. A continuación se muestra una representación esquemática de los nomogramas propuestos, donde se indican las variables intervinientes.

Validación del modelo propuesto

A los efectos de validar el modelo propuesto se presenta un ejemplo práctico comparando los resultados de los cálculos obtenidos mediante los nomogramas y las metodologías clásicas presentadas. Para destacar la posibilidad de utilización de estos nomogramas bajo la hipótesis de desplazamientos restringidos o con desplazamientos admisibles y poner de manifiesto la importancia de la correcta selección del coeficiente Kh, se han preparado dos ejemplos de aplicación.

La estructura es un muro de gravedad, considerando γ=16 KN/m^3, ϕ=35°, δ=17.5^o, γH^o=22 KN/m^3, H=10 m, δ_b=35° y β=i=0.

Se considera zona sísmica 3 (según la norma argentina INPRES-CIRSOC 103) con $a_s = 0.25$.

Condición: (i) Diseño para desplazamientos despreciables. (ii) Diseño para desplazamiento controlado de 0,05 m.

Tabla 6: Diseño para desplazamientos.

Diseño para desplazamientos despreciables	Diseño para desplazamientos controlados
Se considera $Kh = a_s = 0.25 \quad K_v = 0$ Aplicando la ecuación de Mononobe y Okabe para obtener Kad y considerando que: $\theta = arctg\left(\frac{Kh}{1-K_v}\right) = arctg(0.25) = 14.4º$ $\phi - \theta - \beta = 20.9º \qquad \delta + \beta + \theta = 31.54º$ $\phi + \delta = 52.5º$ Resulta: K_{ad} =0,424 Si este coeficiente se hubiese calculado por las expresiones simplificadas propuestas en Terzariol et al. (1987b), para Kh comprendido entre 0.2 y 0.35 se obtiene: K_a =0,25 (coeficiente de empuje estático) $\Delta K_{ad} = \frac{35}{560} - 0.08 + \left[\left(1.6 - \frac{35}{45}\right)(0.25)\right]$ $\Delta K_{ad} = 0.18$ Por lo tanto: $K_{ad} = 0.25 + 0.18 = 0.43$ Como se aprecia, ambos resultados prácticamente coinciden. Con el valor de K_{ad} se puede hallar el empuje total del suelo sobre el muro: $Ead = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 (1 - Kv) K_{ad}$ $Ead = \frac{100}{2}(1.6)(0.424) = 339.2 \frac{kN}{m}$ Si se utiliza el nomograma A (Figura 6), el valor de empuje activo obtenido será: $Ead = 350 \frac{kN}{m}$ (Figura 6). El peso necesario sería por lo tanto: $W = C_{id} \cdot E_{ad}$ siendo $C_{id} = \frac{\cos(\beta+\delta) - \text{sen}(\beta+\delta)\text{tg}(\delta_b)}{(1-\text{Kv})(\text{tg}(\delta_b) - \text{tg}(\theta))}$ C_{id} =1.651 $W = (1.651)(339.2) = 560\ kN/m$ Esto daría un espesor promedio del muro macizo de: $Esp_{prom.} = \frac{560}{22.10} = 2{,}55\ m$	Si se adopta un desplazamiento d_R=0.05 m para la misma zona sísmica, las mismas características del relleno y fundación, o igual tipología de muro, el coeficiente Kh a utilizar en las formulaciones propuestas en este trabajo ya no debe ser igual a la aceleración máxima del terreno sino que debe encontrarse utilizando, por ejemplo, las ecuaciones planteadas en Terzariol et al. (1987a). De tal modo para desplazamientos comprendidos entro 2 y 10 cm. la expresión a utilizar para el cálculo del coeficiente sísmico horizontal efectivo (Kh) es: $Kh = \left[0.622 - \frac{d_R}{47}\right] a_s$ Siendo a_s la aceleración máxima del terreno en dicha zona sísmica, reemplazando queda: $Kh = \left[0.622 - \frac{5}{47}\right](0.25) = 0.12$ Reemplazando este valor en la expresión simplificada para valores de Kh comprendidos entre 0 y 0.2 determinando K_a, se obtiene: K_a=0.25 $\Delta Kad = \left[\left(0.622 - \frac{35}{75}\right)(0.12)\right] = 0.08$ El coeficiente de empuje activo dinámico vale por lo tanto: $Kad = 0.25 + 0.08 = 0.33$ Con lo cual el empuje activo dinámico sobre el muro será igual a: $Ead = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 \cdot (1 - Kv) Kad$ $Ead = 284 \frac{kN}{m}$ Si se utiliza el nomograma A (Figura 6), el valor de empuje activo obtenido será: $Ead = 280 \frac{kN}{m}$ (Figura 6). El peso será igual que en el punto anterior: $W = C_{id} \times E_{ad}$ $C_{id} = 1.238$ Con lo cual; $W = 1.238 \times 264 = 327 kN/m$ Esto daría un espesor promedio del muro macizo de: $Esp_{prom.} = \frac{327}{22.10} = 1.50\ m$

El espesor con desplazamientos controlados resulta un 59% aproximadamente del obtenido bajo la hipótesis de desplazamientos restringidos.

Si en lugar de la utilización de las expresiones aproximadas para calcular Kh se hubiesen empleado formulaciones más rigurosas, el espesor promedio sería de 1.4 m aproximadamente. Es por ello que se considera este análisis lo suficientemente preciso para ser usado con seguridad en etapa de proyecto.

CONSIDERACIONES FINALES

- En el caso de suelos dinámicamente estables, se han observado numerosos casos de fallas en estribos y muros de contención durante la ocurrencia de sismos que han puesto en evidencia la necesidad de revisar y calibrar los procedimientos de diseño considerando, los empujes dinámicos de suelos y los modo de falla (deslizamiento y vuelco).
- Las predicciones del análisis de Mononobe y Okabe para suelos granulares no saturados, resultan adecuadas siempre que se seleccionen valores apropiados del coeficiente Kh. Esto implica además la condición de que puedan existir pequeños desplazamientos, pero suficientes para movilizar la resistencia al corte del suelo (caso activo).
- Para las verificaciones es necesario considerar las fuerzas de inercia generadas por el peso propio de la estructura. El ignorarlas conduce a resultados no conservativos. Esta fuerza de inercia podrá calcularse a partir de los coeficientes sísmicos Kh adoptados para el cálculo del empuje dinámico del suelo.
- Habida cuenta de las interrelaciones existentes entre los parámetros que intervienen en el análisis de Mononobe y Okabe, las características usuales de los suelos de relleno (granular, no saturado), y los niveles de excitación sísmica probables en Argentina, se han derivado expresiones simplificadas, que se consideran adecuadas para su uso en la práctica.
- El método simplificado propuesto se ha volcado en nomogramas para su uso en la práctica ingenieril. La utilización de los mismos en la determinación de empuje activo de suelo, bajo la hipótesis de desplazamientos restringidos o desplazamientos controlados, arroja resultados similares a los empujes activos obtenidos mediante las formulaciones clásicas.

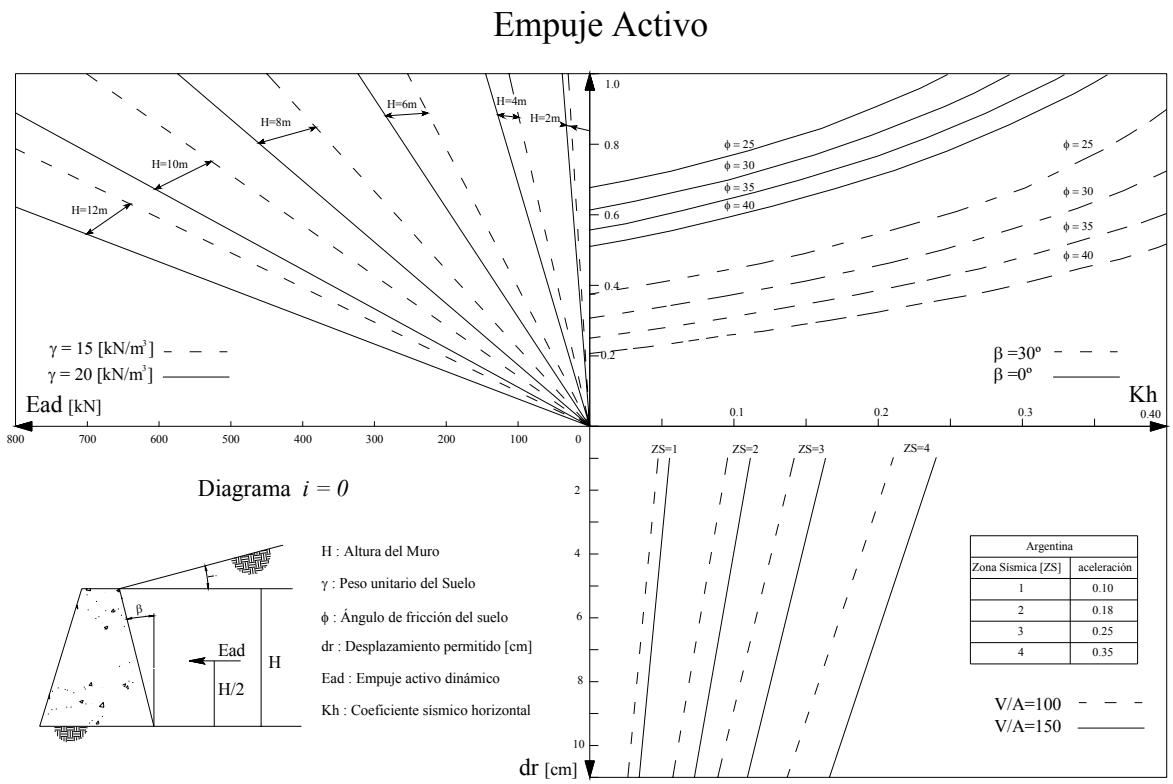

Figura 6: Nomograma A para i=0º.

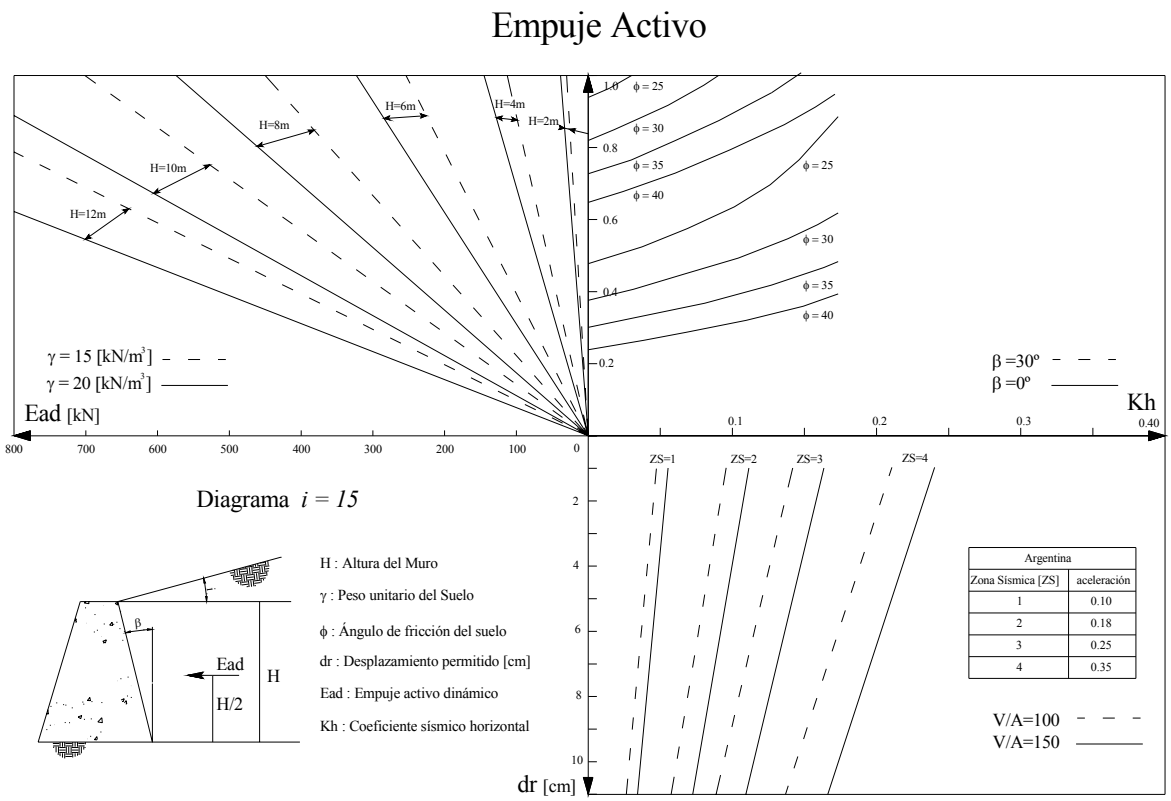

Figura 7: Nomograma B para i=15º.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Facultad Regional Córdoba y en particular al Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Tecnológica Nacional por el apoyo brindado para la realización del presente estudio.

REFERENCIAS

Aitchison, G. (1973). "Structurally Unstable Soils. State of the Arts". *Proc of the 8th International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering*. Moscú, URSS. Vol. 3, pp. 161 -190.

Amano, R., Azuma, H. y Ishii, Y. (1956). "Aseismic of Quay wall in Japan". *Proceeding of the 1st World Conference on Earthquake Engineering*, Berkeley California.

Arango, I. (1969). "Personal Comunication".

Ashour, M. y Norris, G. (2003). "Lateral loaded pile response in liquefiable soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, No. 6, pp. 404-414.

Burdette, E., Pezeshk, S., Deatherage, J.H. y Goodpasture, D.W (2001). "Comparison of static and dynamic lateral stiffnesses of a driven pile", *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 6, No. 2, pp. 131-135

Coulomb, C. (1776). "Essai sur une Application del Regles de Maximis el Minimie a quellques Problemes de Statique, relatifs a lÁrchitecture" *Mem. Roy. Des Sciences*, Paris, Vol. 3, No. 38.

Duke, C. y Leeds, D. (1963). "Response of soils, foundation and earth structure". *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 53, No. 2, pp. 309-357.

Eidinger, J. (2001). "Gujarot (Kutch) India earthquake of Januari 26, 2001" *American Society of Civil Engineering, Technical Council on Life Line Earthquake Engineering*. Monograph Nº 19.

Elms, D. y Martin, G. "Factor involved in the seismic design of bridges abutment". *Workshop on Earthquake Resistance of Highway Bridges. ATC,* pp. 230 – 252.

Fuis, G., Clayton, R., Davis, P. y Ryberg, T. (2003). "Fault systems of the 1971 San Fernando and 1994 Northridge earthquakes, Southern California: Relocated aftershocks and seismic images from LARSE II", *Geological Society of America*. Vol. 31, No. 2, pp. 171–174.

Gao, H., Hu, B. y Chang, D. (1983). "Some geological considerations for the damage during the Tangshan earthquake" *North China Earthquake Sciences*, Vol. 1, pp. 64-72.

Green, R. y Ebeling, R. (2003). "Modeling the dynamic response of cantilever earth-retaining walls using *FLAC*" *Proceedings of the 3rd International Symposium on FLAC and FLAC3D: Numerical Modeling in Geomechanics*. Sudbury, Canada.

Hayashi, S., Kubo, K. y Nakase, A. (1966). "Damage to hard structure on Niigata earthquake". *Soils and Foundations* Vol. 6, No. 1.

Kapila, I. P. (1962). "Earthquake resistant design of retaining walls". *Second Earthquake Symposium*, University of Roorkee, India.

Matsuo, H. y O´Hara, S. (1960). "Lateral earth pressure and stability of quay walls during earthquake". *Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 1, Japan.

Mononobe, N. y Matsou, H. (1929). "On the determination of earth pressure during earthquakes" *Proceedings World Engineering Congress*, pp. 9.

Musante, H. y Ortigosa, P. (1984). "Seismic analysis of gravity retaining walls" *Proceeding of the 8th WCEE*. Vol. III. San Francisco, pp. 469-476.

Nadim, F. y Whitman R. V. (1983). "Seismically induced movement of retaining walls". *Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE*, Vol. 109, No. 70, pp. 915 – 931.

Newmark, M. N. (1965). "Effects of earthquakes on dams and embankments". *Geotechnique*, Vol. 15, No. 12, pp. 139–160.

Nicol, A. y Nathan, S. (2001). "Folding and the formation of bedding-parallel faults on the western limb of Grey Valley Syncline near Blackball, New Zealand" *New Zealand Journal of Geology & Geophysics*, Vol. 44, pp. 127-135.

Nishimura, A. (2003). "Damage analysis for 1995 Kobe earthquake and new seismic design of railway structure". *Taiwan-Japan Workshop on Seismic Disaster Simulation and Loss Estination*, Nº 24.

Okabe, S. (1926). "General Theory of Earth Pressures" *Journal Japan Society of Civil Engineering*, Vol. 12, No. 1.

Pondrelli, S., Ekström, G. y Morelli, A. (2001). "Seismotectonic re-evaluation of the 1976 Friuli, Italy, seismic sequence" *Journal of Seismology*. Vol. 5, No. 1, pp. 73-83.

Richards, R. y Elms, D. G. (1979). "Seismic behaviour of gravity retaining walls". *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*. Vol. 105, No. 4, pp. 449 – 464.

Seed, H. y Whitman, R. (1970). "Design of earth retaining structures for dynamics loadings". *ASCE Specialty Conference - Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*.

Terzariol, R., Decanini, L. y Luciano, M. (1987a). "Diseño sísmico de estribos de puentes y muros de contención en base al control del desplazamiento". *Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural.*

Terzariol, R., Decanini, L. y Luciano, M. (1987b). "Evaluación de empujes de suelo sobre estribos de puentes y muros de contención bajo acciones sísmicas". *Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural.*

Wong, C. P. (1982). "Seismic analysis and a improved design procedure for gravity retaining walls". S. M. Thesis. Department of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge, Massachusetts.

Yang, Z. y Jeremil, B. (2002). "Numerical analysis of pile behavior under lateral loads in layered elastic–plastic soils". *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, No 26, pp. 1385–1406.

Zarrabi, K. (1979). "Sliding of gravity retaining wall during earthquake considering vertical acceleration and changing inclination of failure surface". M. S. Thesis. Department of Civil Engineering, M.I.T.